

Вестник Евразийской науки / The Eurasian Scientific Journal <https://esj.today>

2023, Том 15, № 1 / 2023, Vol. 15, Iss. 1 <https://esj.today/issue-1-2023.html>

URL статьи: <https://esj.today/PDF/19SAVN123.pdf>

Ссылка для цитирования этой статьи:

Сорока, В. Б. Верификация напряжённо-деформированного состояния составного противофильтрационного устройства каменно-набросной плотины на деформируемом основании / В. Б. Сорока, Ф. В. Котов, М. П. Саинов // Вестник евразийской науки. — 2023. — Т. 15. — № 1. — URL: <https://esj.today/PDF/19SAVN123.pdf>

For citation:

Soroka V.B., Kotov F.V., Sainov M.P. Verification of stress-strain state of compound seepage control facility of a rockfill dam on deformable foundation. *The Eurasian Scientific Journal*. 2023; 15(1): 19SAVN123. Available at: <https://esj.today/PDF/19SAVN123.pdf>. (In Russ., abstract in Eng.)

Авторы выражают благодарность научному консультанту ООО «НИИ-Информатика» Федоренко Евгению Владимировичу за консультации по использованию вычислительного комплекса PLAXIS

УДК 629.01

Сорока Владислав Борисович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
Москва, Россия
Аспирант кафедры «Гидравлики и гидротехнического строительства»
E-mail: vastion08@yandex.ru
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=991062

Котов Филипп Викторович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет»,
Москва, Россия
Преподаватель кафедры «Гидравлики и гидротехнического строительства»
E-mail: KotovFV@mgsu.ru
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=675643

Саинов Михаил Петрович

ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский университет «МЭИ», Москва, Россия
Профессор кафедры «Энергетических и гидротехнических сооружений»
Доктор технических наук, доцент
E-mail: mp_sainov@mail.ru; SainovMP@mpei.ru
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1139-3164>
РИНЦ: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=427608
SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=6506150284>

**Верификация напряжённо-деформированного
состояния составного противофильтрационного
устройства каменно-набросной плотины на
деформируемом основании**

Аннотация. Введение. Каменно-набросные плотины с железобетонным экраном могут возводиться не только на жёстком скальном, но и на деформируемом основании (из дисперсных или полускальных грунтов). В этом случае основание пересекают противофильтрационным элементом, выполненным методом «стена в грунте». Железобетонный экран и «стена в грунте» соединяются понуром и образуют составное противофильтрационное устройство. Актуальным вопросом является изучение работоспособности этой составной конструкции.

Методы. Для исследования напряжённо-деформированного состояния (НДС) составной конструкции противofильтрационного устройств, нами были выполнены расчёты методом конечных элементов по двум вычислительным программам. Одна программа — это сертифицированный программный комплекс PLAXIS, а другая программа составлена в НИУ МГСУ. Расчёты проводились для конструкции абстрактной плотины высотой 100 м, рассматривались нескольких вариантов сочетания деформативных свойств грунтов плотины и основания.

Результаты. Расчёты НДС показали, что модуль деформации основания оказывает сильное влияние на НДС плотины и элементов её конструкции. Осадки и смещения основания вызывают появление в экране продольных деформаций и напряжений. Чем больше соотношение модулей деформации плотины и основания, тем больше сжимающие напряжения в экране. Характер распределения перемещений и напряжений сооружения, полученный по двум программам, схож, но их величины отличаются. Отличия связаны, по-видимому, с особенностями моделирования нелинейных эффектов в грунтах и на их контакте с жёсткими конструкциями.

Заключение. Расчёты по двум вычислительным программам подтвердили ранее полученные выводы об особенностях НДС каменно-набросной плотины с железобетонным экраном, расположенной на деформируемом основании.

Ключевые слова: каменно-набросная плотина с железобетонным экраном; стена в грунте; основание; составное противofильтрационное устройство; продольные напряжения; прогиб экрана; прочность

Введение

Среди каменно-набросных плотин наибольшее распространение получили плотины с железобетонным экраном (далее — БЭ). Часто такие плотины возводятся на скальном основании и имеют большую высоту. Однако нередкими являются случаи возведения плотин этого типа на нескальном основании [1–6]. Примерами таких плотин являются плотины Santa Juana (Чили, 1995, высота $H = 113$ м), Puclaro (Чили, 1999, $H = 113$ м), Jiudianxia (Китай, 2008, $H = 136$ м), Miaojiaba (Китай, 2011, $H = 111$ м), Aertash (Турция, 2014, $H = 164$ м).

Особенностью конструкции этих плотин является то, что в качестве противofильтрационного устройства (далее — ПФУ) основания применяют тонкие бетонные (или глиноцементобетонные) стены-завесы (далее — СЗ). Таким образом, эти плотины имеют составной ПФУ, который включает как минимум две жёсткие тонкостенные конструкции: железобетонный экран и «стену в грунте».

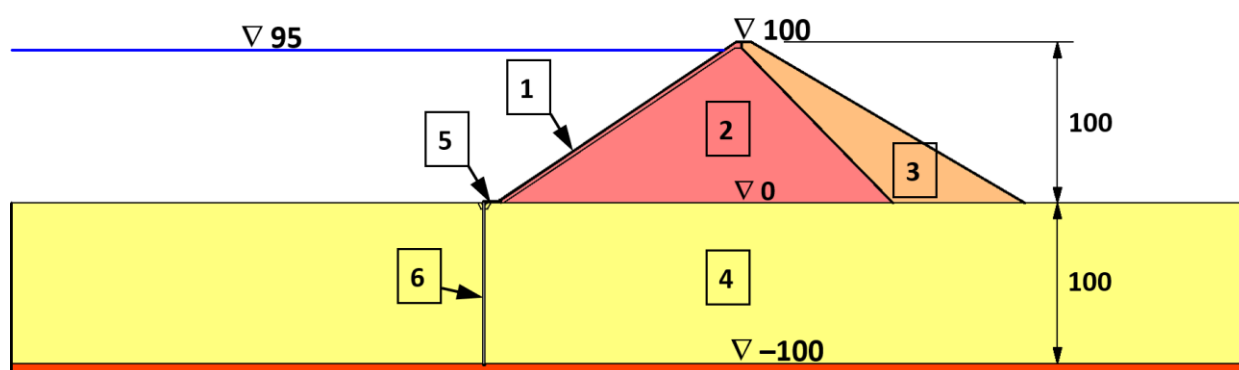
Для плотин с составным ПФУ актуальным вопросом является оценка работоспособности двух частей, составляющих ПФУ. Изучению этой проблемы посвящён ряд зарубежных публикаций [7–9]. В них с помощью численного моделирования исследовано напряжённо-деформированное состояние (далее — НДС) БЭ и СЗ в конкретной конструкции плотины.

Исследования на данную тему были выполнены нами, и их результаты описаны в [10–12]. Нами было показано, что на прочность БЭ и СЗ основное влияние оказывает деформируемость грунтов основания. Если основание более деформируемо, чем плотина, то в БЭ возникают высокие сжимающие продольные силы и возможна потеря прочности БЭ на сжатие. Если деформируемость грунтов основания много выше, чем грунты плотины, то в верхней части экрана могут возникать растягивающие продольные силы и возможна потеря прочности БЭ на растяжение.

Наши исследования были выполнены с помощью авторской вычислительной программы [13], поэтому полученные нами результаты могут быть подвергнуты сомнению. В инженерной практике принято выполнять сложные расчёты с помощью нескольких вычислительных программ. Эта публикация посвящена верификации результатов исследования НДС каменно-набросной плотины с составным ПФУ, расположенной на деформируемом основании. Она осуществляется путём сравнительного анализа результатов расчётов по двум вычислительным программам.

Материалы и методы

В данном исследовании, как и в предыдущих, рассматривалась абстрактная каменно-набросная плотина высотой 100 м, расположенная на слое деформируемого основания толщиной 100 м (рис. 1). Плотина имеет железобетонный экран переменной толщины (от 0,3 м вверху до 0,8 м внизу). В отличие от предыдущих исследований [10–12] учитывалось, что экран укладывается на подэкрановую зону из малоцементного бетона с модулем деформации 5000 МПа.



1 — железобетонный экран; 2 и 3 — верхняя и нижняя части упорной призмы каменно-набросной плотины; 4 — слой основания; 5 — бетонный понур; 6 — противофильтрационная стена в основании

Рисунок 1. Схема каменно-набросной плотины с железобетонным экраном, расположенной на мощном слое деформируемого основания (составлена авторами)

Моделирование НДС сооружения осуществлялось методом конечных элементов с помощью двух вычислительных программ. Одна программа — это сертифицированная программа PLAXIS (Нидерланды), предназначенная для решения различных геотехнических задач. Вторая программа — это авторская программа NDS_N, составленная Саиновым М.П. [13].

Методика моделирования НДС плотины с помощью программ PLAXIS и NDS_N в общем схожа, но имеет и некоторые отличия.

Рассмотрим эти сходства и различия:

1. Для моделирования всех элементов конструкции сооружения использованы конечные элементы сплошной среды. В том числе этими элементами моделировались жёсткие тонкостенные конструкции (БЭ, СЗ, понур). Такой способ моделирования тонкостенных конструкций использован из-за их сложной геометрии, а также из-за необходимости отразить сложный характер взаимодействия между ними.

Однако в разных программах использованы разные виды конечных элементов: в программе PLAXIS использованы треугольные конечные элементы, а в программе NDS_N — четырёхугольные элементы с возможностью трансформации в треугольные.

2. Для создания конечно-элементной модели использованы конечные элементы высокого порядка, с нелинейной степенью аппроксимацией перемещений внутри элемента. Это требуется для воспроизведения сложных деформаций элементов сооружения.

Различие заключается в степени аппроксимации перемещений. В программе PLAXIS использованы для моделирования сплошной среды использованы элементы Лагранжева семейства с 15 узлами. В программе NDS_N применены элементы Сирендипова семейства с кубической аппроксимацией, которые имеют 12 узлов.

3. Для моделирования нелинейности характера контактного взаимодействия между элементами конструкциями и грунтом использованы специальные конечные элементы. В программе PLAXIS это так называемые интерфейсные конечные элементы, а в программе NDS_N — контактные конечные элементы. В интерфейсных элементах отсутствует возможность задавать в явном виде нормальную и касательную жёсткость контактного взаимодействия.

4. Расчёт осуществлялся на нагрузки от собственного веса материалов и гидростатическое давление на противофильтрационные устройства плотины и основания. Учитывалось изменение плотности за счёт взвешивающего действия воды.

5. Моделирование НДС осуществлялось с учётом последовательности возведения плотины и наполнения водохранилища. Принималось, что сначала в основании устраивается противофильтрационная стена, затем возводится плотина, а потом наполняется водохранилище.

Различие заключается в количестве расчётных этапов. При использовании программы PLAXIS количество этапов составило 30, при использовании программы NDS_N — 39.

6. Моделирование НДС осуществлялось с использованием нелинейных моделей грунтов. В обоих случаях в качестве критерия идеальной пластичности использовался критерий Кулона-Мора. При прочном состоянии использовалась линейная модель: модуль линейной деформации и коэффициент Пуассона принимались постоянными.

Нелинейная модель на основе теории Кулона-Мора применялась и для описания контактного взаимодействия.

Необходимо отметить, что в данных программах использовался разный алгоритм учёта нелинейности. В программе Plaxis на каждом этапе осуществляется итерационный поиск решения. В программе Nds_N на каждом из этапов нагрузка прикладывается постепенно, долями, при проявлении нелинейности осуществляется итерационный процесс.

При использовании программы NDS_N плотина и основание были разделены на 1220 конечных элементов сплошной среды и 76 контактных конечных элементов (рис. 2). Общее количество степеней свободы конечно-элементной модели составило 11852.

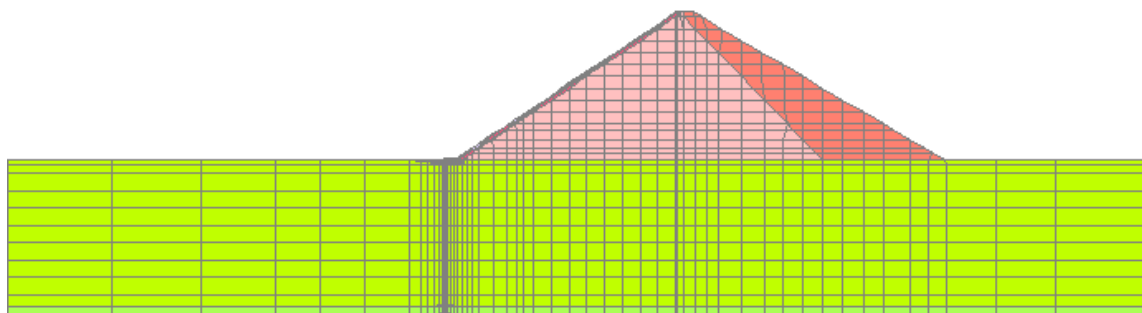


Рисунок 2. Конечно-элементная дискретизация сооружения при использовании программы NDS_N (составлена авторами)

При использовании программы PLAXIS конечно-элементная модель была более подробной, чем при использовании программы NDS_N (рис. 3). Общее количество конечных элементов составило 6094, количество узлов — 49913.

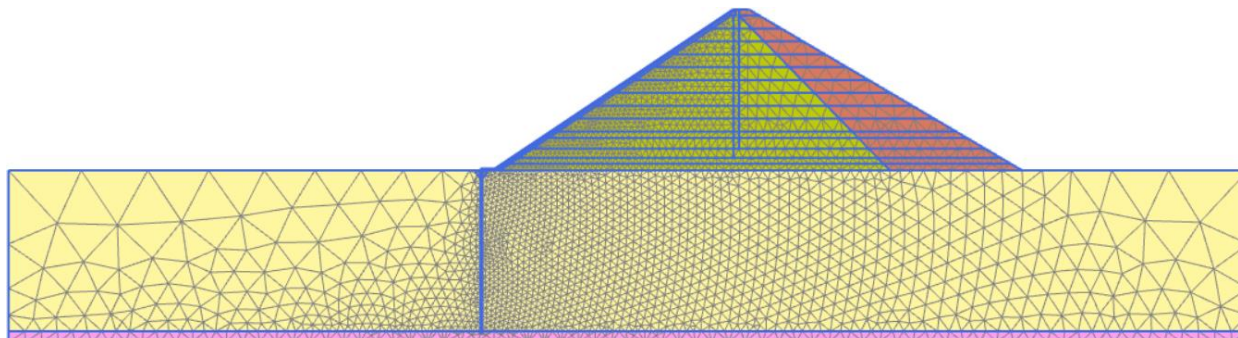


Рисунок 3. Конечно-элементная дискретизация сооружения при использовании программы Plaxis (составлена авторами)

Расчёты НДС проводились для двух вариантов деформируемости каменной наброски (горной массы) тела плотины. В одном варианте (вариант А) модуль линейной деформации каменной наброски E_k верховой части плотины принимался равным 120 МПа, а во втором (вариант В) — 480 МПа. Модуль линейной деформации каменной наброски в низовой части призмы принимался в 2 раза меньше, чем в верховой.

Расчёты проводились для широкого диапазона типов грунтов основания, и соответственно его деформируемости. Рассматривались 4 варианта типа грунта основания. Варианты «а» и «б» соответствуют гравийно-галечниковым грунтам, варианты «с» и «d» — полускальными грунтами. Их характеристики представлены в таблице 1. В таблице также указаны прочностные показатели грунта основания по модели Кулона-Мора.

Материал стены назначался в зависимости от деформируемости грунтов основания. Принималось, что модуль деформации материала стены должен не более, чем в 5 раз выше, чем модуль деформации грунта основания (табл. 1). В варианте «а» — это литой глиноцементобетон, в вариантах «б», «с» — пластичный бетон, в варианте «d» — бетон.

Всего было рассмотрено 8 расчётных вариантов сочетания типов материалов плотины и основания (табл. 1).

Таблица 1

Механические свойства материалов в расчётных вариантах

Номер вар.	Плотина			Основание				Стена	
	E_{n1} [МПа]	E_{n2} [МПа]	ν_n	E_o [МПа]	ν_o	ϕ_o	c_o [кПа]	E_c [МПа]	ν_c
A.a	120	60	0,2	40	0.33	38	0	200	0.33
A.b	120	60	0,2	200	0.33	40	0	1000	0.30
A.c	120	60	0,2	1000	0.33	30	30	5000	0.25
A.d	120	60	0,2	5000	0.25	33	50	29000	0.20
B.a	480	240	0,2	40	0.33	38	0	200	0.33
B.b	480	240	0,2	200	0.33	40	0	1000	0.30
B.c	480	240	0,2	1000	0.33	30	30	5000	0.25
B.d	480	240	0,2	5000	0.25	33	50	29000	0.20

Обозначения: E_{n1} , E_{n2} — модуль линейной деформации каменной наброски в верховой и низовой частях плотины, E_o , E_c — модули линейной деформации соответственно грунта основания и материала стены, ν_n , ν_o , ν_c — коэффициенты Пуассона соответственно каменной наброски, грунта основания и материала стены, ϕ_o , c_o — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление грунта основания

Результаты

Сравнение показало, что напряжённо-деформированное состояние грунтового сооружения, полученное по двум программам, в целом является очень схожим.

Напряжённо-деформированное состояние плотины и основания.

Сравнение деформаций плотины, полученных по двум программам, затруднено из-за особенностей представления в PLAXIS перемещений при учёте поэтапности возведения сооружения.

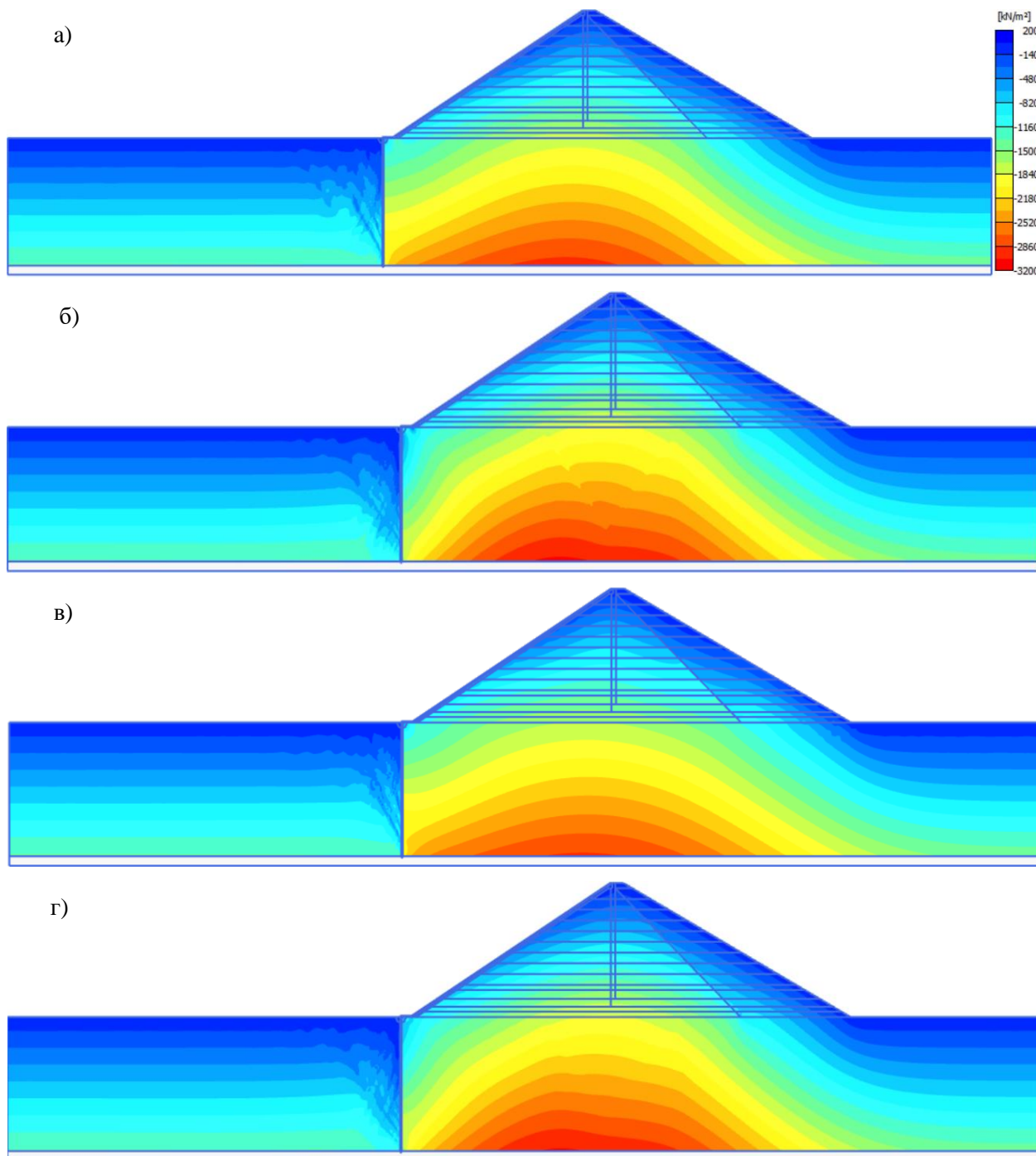


Рисунок 4. Распределение вертикальных напряжений в сооружении по результатам расчёта с помощью программы PLAXIS: а — вариант А.а; б — вариант А.д; в — вариант В.а; г — вариант В.д (получено авторами)

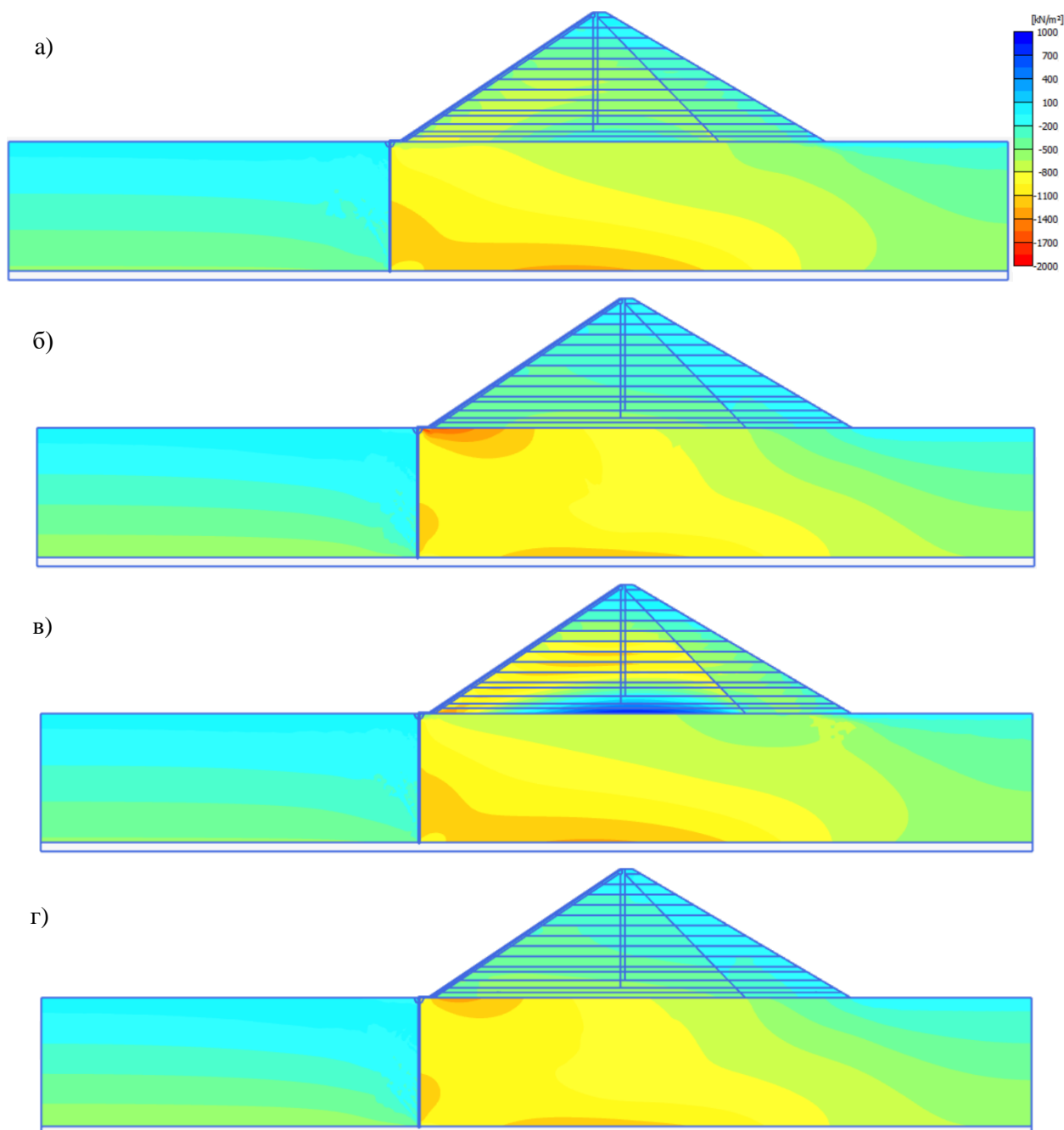


Рисунок 5. Распределение горизонтальных напряжений в сооружении по результатам расчёта с помощью программы PLAXIS: а — вариант А.а; б — вариант А.д; в — вариант В.а; г — вариант В.д (получено авторами)

НДС плотины, полученное с помощью программы NDS_N, подробно описано в [11]. Аналогичное НДС получено с помощью программы PLAXIS. Распределение горизонтальных и вертикальных нормальных напряжений для некоторых вариантов показано на рисунках 4 и 5. Можно отметить образование зон концентрации горизонтальных напряжений на границе плотины и основания в вариантах, где их деформируемость существенно различается (рис. 5).

В данной публикации основное внимание уделено НДС конструкций, составляющих ПФУ. Оно показано в виде перемещений и напряжения этих конструкций, представленных по результатам расчёта по двум вычислительным программам. На рисунках 6–9 показано НДС противофильтрационной стены в основании, а на рисунках 10–13 — НДС железобетонного экрана. На рисунках 6, 8, 10, 12 показано НДС тонкостенных конструкций варианта А.в, в

котором каменная наброска плотины и грунт основания примерно одинаковы по деформируемости.

На рисунках 8 и 10 показаны графики перемещений конструкций для всех вариантов. Они показаны в логарифмической шкале, т. к. их величины сильно отличаются.

Напряжённно-деформированное состояние противофильтрационной стены.

Оценка НДС ПФС осуществлялась по горизонтальным смещениям U_x и вертикальным напряжениям σ_y .

На рисунке 6 показано сравнение горизонтальных смещений стены, полученные по двум программам, для варианта А.б. Они близки по величине и характеру распределения по высоте. Максимальные смещения имеет оголовок стены. Различие величин смещений по двум программам составляет 11 %, это различие сформировано в нижней части стены (рис. 6).

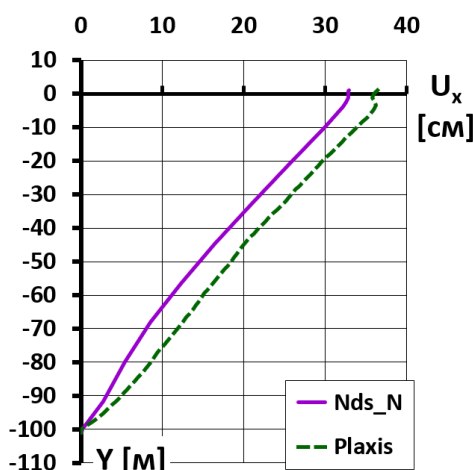
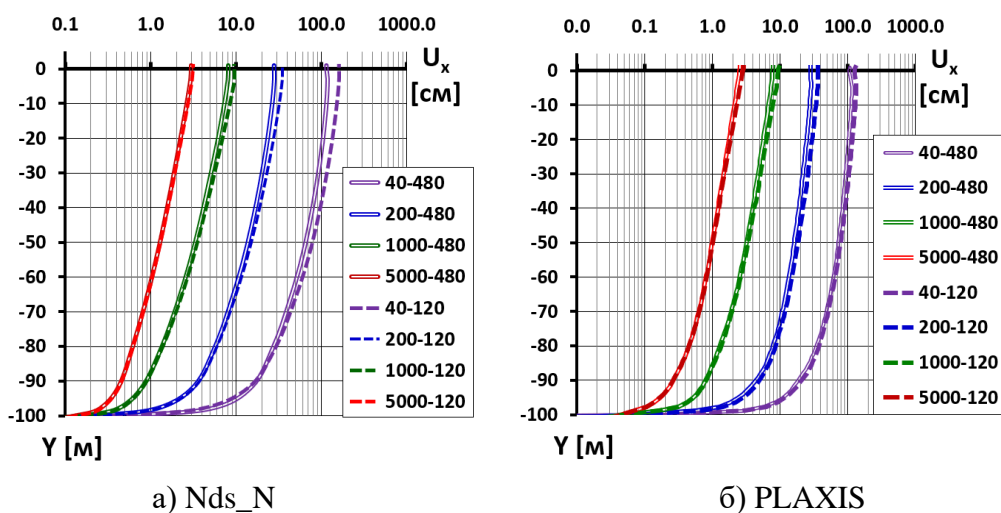


Рисунок 6. Горизонтальные смещения стены (вариант А.б) по результатам расчётов по двум программам (получены авторами)

На рисунке 7 показано сравнение смещений стены, полученных по двум программам для всех расчётных вариантов. В большинстве вариантов смещения стены, полученные с помощью PLAXIS, меньше по величине. Максимальное отклонение смещений составляет 18 %.



а) Nds_N

б) PLAXIS

В обозначении вариантов первое число обозначает модуль линейной деформации грунта основания, второе число — модуль линейной деформации грунта плотины

Рисунок 7. Горизонтальные смещения стены для нескольких вариантов по результатам расчётов по двум программам (получены авторами)

Распределение вертикальных напряжений в стене варианта А.б показано на рисунке 8. Как и для всех других вариантов, для варианта А.б характерно, что стена испытывает избыточное сжатие в вертикальном направлении. Оно вызвано осадками основания и формируется трением грунта, оседающего относительно стены. Сжимающие напряжения увеличиваются с глубиной. Напряжения, полученные по программе PLAXIS, в нижней части стены несколько больше, чем по программе Nds_N.

На большинстве участков стены напряжения на верховой и низовой гранях стены примерно одинаковы (рис. 8). Но на участках сопряжения стены со скальным основанием и с понуром вследствие деформаций изгиба возникают зоны концентрации напряжений.

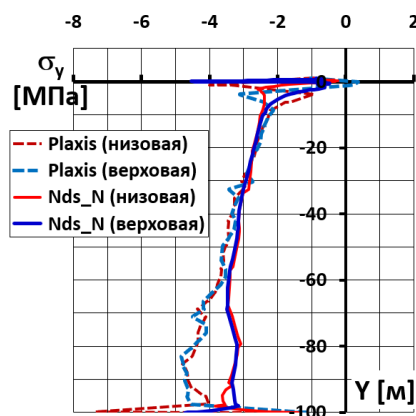
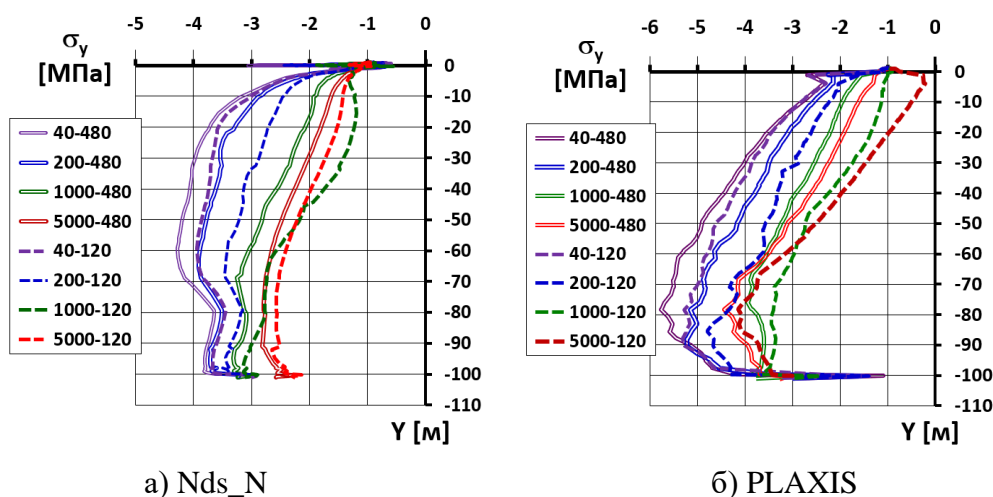


Рисунок 8. Распределение по высоте вертикальных напряжений на гранях стены (вариант А.б) по результатам расчётов по двум программам (получено авторами)

На рисунке 9 для всех расчётных вариантов показаны средние по толщине стены вертикальные напряжения σ_y . Можно увидеть, что величины и характер распределения напряжений по высоте несколько отличается по результатам расчётов по двум программам (рис. 9). Для графика напряжений, полученного с помощью PLAXIS, характерны более высокие сжимающие напряжения в нижней части стены. Максимальные величины напряжений в стене, полученные с помощью PLAXIS, в среднем на 35 % выше. Отличие может составлять 15–60 %. Это отличие объясняется различиями в моделировании эффектов контактного взаимодействия и проскальзывания между основанием и стеной.



В обозначении вариантов первое число обозначает модуль линейной деформации грунта основания, второе число — модуль линейной деформации грунта плотины

Рисунок 9. Вертикальные напряжения в стене (средние по толщине) для различных вариантов по результатам расчётов по двум программам (получены авторами)

С точки зрения обеспечения прочности материала стены на сжатие напряжённая ситуация складывается при «мягком» основании (варианты серии «а»). Напряжения превышают прочность литого глиноцементобетона на одноосное сжатие (около 2 МПа).

Напряжённо-деформированное состояние железобетонного экрана.

Оценка НДС БЭ осуществлялась по прогибам U_n (перемещения в направлении поперёк напорной грани) и по продольным напряжениям σ_E (напряжения в направлении вдоль откоса).

На рисунке 10 показано распределение прогибов экрана U_n для варианта А.в, полученные по двум программам. Общий характер распределения и величины прогибов близки между собой, однако можно отметить, что для расчётов по программе Nds_N характерны более интенсивные деформации изгиба самой нижней части экрана. Это объясняется, по-видимому, некоторыми отличиями, допущенными в расчётной схеме опирания подэкрановой зоны из малоцементного бетона.

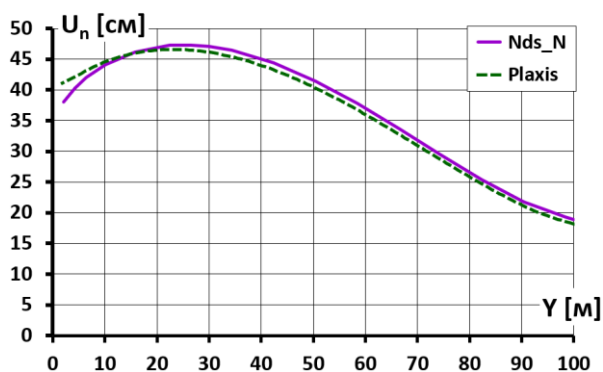
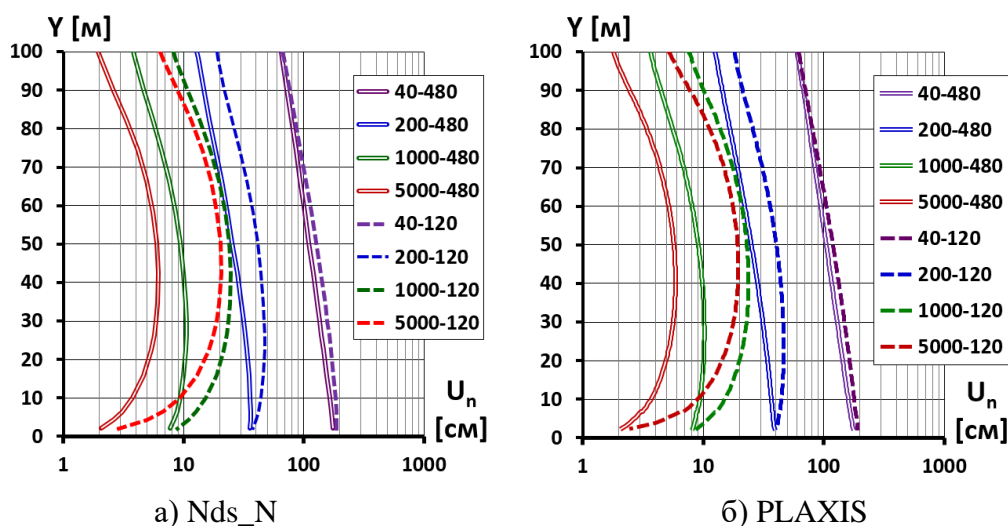


Рисунок 10. Распределение по высоте прогибов экрана (вариант А.в) по результатам расчётов по двум программам (получены авторами)

На рисунке 11 показаны прогибы экрана U_n , полученные по двум программам. Они близки по величине и характеру распределения по высоте. В вариантах с нескальным основанием (варианты «а», «б») максимальный прогиб экран имеет в нижней части, а в вариантах с полускальным основанием (варианты «с», «д») — чуть ниже середины высоты плотины. Максимальное отклонение прогибов, полученным по 2 программам, составляет 5 %.



В обозначении вариантов первое число обозначает модуль линейной деформации грунта основания, второе число — модуль линейной деформации грунта плотины

Рисунок 11. Прогибы экрана различных вариантов по результатам расчётов по двум программам (получены авторами)

Напряжённое состояние экрана формируется не только за счёт деформаций изгиба, а и за счёт продольных деформаций. Это хорошо видно на рисунке 12, на котором показано распределение продольных напряжений σ_E на верховой и низовой гранях экрана, полученное для варианта А.в. На большей части длины экрана изгиб выражен слабо, напряжения на гранях близки друг к другу. По результатам расчёта по обеим программам экран испытывает значительные сжимающие продольные усилия. Максимум сжатия наблюдается на высоте 30 м. Величины и распределение напряжений близки друг к другу.

Количественные различия в напряжённом состоянии отмечены только в нижней части экрана. Для результатов расчёта по программе Nds_N характерны большие деформации изгиба и, соответственно, более неравномерное распределение напряжений между гранями (рис. 12).

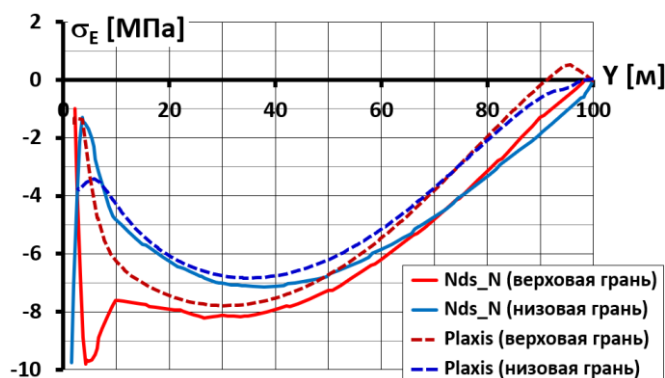


Рисунок 12. Распределение продольных напряжений по высоте экрана (вариант А.в) по результатам расчётов по двум программам (получено авторами)

Влияние продольных деформаций на формирование НДС экрана характерно для всех расчётных вариантов. На рисунке 13 для всех вариантов показаны продольные напряжения, средние по толщине экрана.

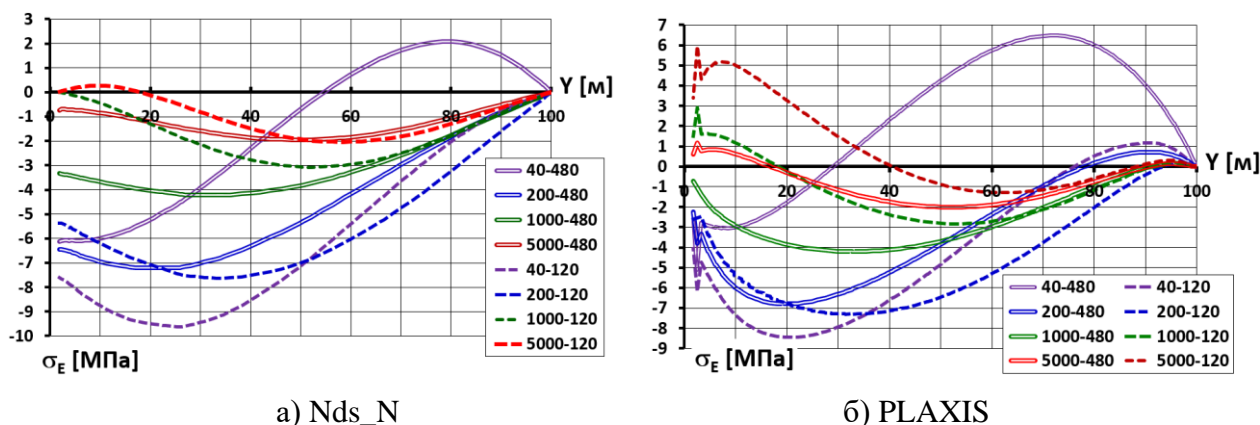
Величина и характер распределения напряжений в БЭ зависит от деформируемости грунтов основания и плотины. Чем больше различие деформируемости между основанием и плотины, тем больше величина продольных напряжений. Самые высокие сжимающие напряжения возникают при слабом основании (варианты серии «а»). Они достигают примерно 9 МПа (рис. 13). В варианте В.а, когда модуль деформации плотины в 12 раз превышает модуль деформации основания, по обеим программам получено, что в верхней части экрана возникают значительные растягивающие напряжения.

Для плотины на жёстком основании (варианты серии «d») растягивающие напряжения σ_E возникают в нижней части экрана (рис. 13). Такой результат получен по обеим программам.

Различие в результатах, полученным по двум программам, заключается в основном в интенсивности напряжений σ_E .

Можно отметить, что максимальные величины сжимающих напряжений в экране, близки друг к другу. По программе PLAXIS значения несколько меньше, чем по программе Nds_N. Отличие составляет не более 18 %.

Большее различие в результатах характерно для величин растягивающих напряжений. По программе PLAXIS в экране проявляются более высокие растягивающие напряжения. Например, в варианте А.а по программе Nds_N растяжение достигает 2,1 МПа (рис. 13а), а по программе — 6,5 МПа (рис. 13б). В обоих случаях прочность бетона экрана будет нарушена.



В обозначении вариантов первое число обозначает модуль линейной деформации грунта основания, второе число — модуль линейной деформации грунта плотины

Рисунок 13. Распределение продольных напряжений в экране для различных вариантов по результатам расчёта по двум программам (получено авторами)

Отличия в результатах расчёта по программам Nds_N и PLAXIS объясняются разными принципами моделирования контактного взаимодействия между плотиной и экраном.

Заключение

1. Результаты численного моделирования НДС каменно-набросной плотины, имеющей составное противофильтрационное устройство, полученные по двум вычислительным программам, очень схожи. Отличия имеют в основном количественный характер, в большей степени они проявляются в величинах напряжений в жёстких тонкостенных конструкциях. Эти отличия вызваны, по-видимому, различием в методиках моделирования контактного взаимодействия и нелинейности грунтов, заложенных в вычислительные программы.
2. Выполненная верификация результатов исследований НДС каменно-набросной плотины с ПФУ, включающим БЭ и стену, подтвердила ранее полученные выводы и характерные особенности. Показано, что в плотине на деформируемом основании, БЭ может иметь неблагоприятное напряжённое состояние. Необходимо, чтобы грунты плотины были приближены по деформируемости к грунтам основания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. A statistical review of the behaviour of concrete-face rockfill dams based on case histories // *Geotechnique*. 2018. 68(9). Pp. 749–771. DOI: 10.1680/jgeot.17.P.095.
2. Fu, Z., Chen, S., Ji, E. Practices in Constructing High Rockfill Dams on Thick Overburden Layers // *Dam Engineering*. 2019. DOI: 10.5772/intechopen.78547.
3. Lyapichev, Yu.P. Static and dynamic analyses of the heightening of concrete face gravel dam Limon (Peru) // *Structural mechanics of engineering constructions and buildings*. 2019. 15(2). Pp. 158–168. DOI: 10.22363/1815-5235-2019-15-2-158-168.

4. Shen, T., Li, G.Y., Li, Y., Li, J., Feng, Y.L. Numerical analysis of joint types between toe slab and foundation of CFRD in alluvial deposit layer // Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering. 2005. 24. Pp. 2588–2592. DOI: 10.3321/j.issn:1000-6915.2005.14.030.
5. Gan, L., Shen, Z.Z., Xu, L.Q. Long-term deformation analysis of the Jiudianxia concrete-faced rockfill dam // Arabian Journal for Science and Engineering. 2012. 39(3). Pp. 1589–1598. DOI: 10.1007/s13369-013-0788-6.
6. Sun, D.W., Wang, K.P., Yao, H.Q. 3D Finite Element Analysis on ChaHanWuSu CFRD Built on Thick Alluvium Deposits // Advanced Materials Research. 2011. 243–249. Pp. 4482–4487. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMR.243–249.4482.
7. Wen, L., Chai, J., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y. Monitoring and numerical analysis of behaviour of Miaojiaba concrete-face rockfill dam built on river gravel foundation in China // Computers and Geotechnics. 2017. 85 (August 2018). Pp. 230–248. DOI: 10.1016/j.compgeo.2016.12.018.
8. Wen, L., Chai, J., Wang, X., Xu, Z., Qin, Y., Li, Y., Junrui C. Behaviour of concrete-face rockfill dam on sand and gravel foundation. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Geotechnical Engineering. 2015. 168(5). Pp. 439–456. DOI: 10.1680/geng.14.00103.
9. Massiera, M., Vautour, J., Szostak-Chrzanowski, A., Hammamji, Y. Deformations of concrete face rockfill dams (CFRDs) resting on soil foundation // Technical Sciences / University of Warmia and Mazury in Olsztyn. 2005. (8). Pp. 65–78.
10. Sainov, M.P., Soroka, V.B. Impact of Foundation Stiffness on Stress-Strain State of Concrete Faced Rockfill Dam // Construction of Unique Buildings and Structures. 2021. Volume 96. Issue 3. pp. 9604.
11. Саинов М.П., Сорока В.Б. Влияние толщины нескального основания на напряженно-деформированное состояние бетонного экрана каменно-набросной плотины // Известия ВНИИГ имени Б.Е. Веденеева. 2021. № 301. С. 60–65.
12. Sainov, M.P., Soroka, V.B., Gunasekaran M. Combination of rockfill dam reinforced concrete face and seepage control wall in the foundation: stress-strain state // Construction of Unique Buildings and Structures. 2022. Volume 99. Issue 1. Article No 9902.
13. Саинов М.П. Авторская вычислительная программа для исследований напряжённо-деформированного состояния грунтовых плотин // Вестник Евразийской науки. 2020. № 3. URL: <https://esj.today/PDF/77SAVN320.pdf>.

Soroka Vladislav Borisovich

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia
E-mail: vastion08@yandex.ru
RSCI: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=991062

Kotov Filipp Viktorovich

Moscow State University of Civil Engineering (National Research University), Moscow, Russia
E-mail: KotovFV@mgsu.ru
RSCI: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=675643

Sainov Mikhail Petrovich

National Research University «Moscow Power Engineering Institute», Moscow, Russia
E-mail: mp_sainov@mail.ru; SainovMP@mpei.ru
ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-1139-3164>
RSCI: https://www.elibrary.ru/author_profile.asp?id=427608
SCOPUS: <https://www.scopus.com/authid/detail.url?authorId=6506150284>

Verification of stress-strain state of compound seepage control facility of a rockfill dam on deformable foundation

Abstract. Introduction. Concrete faced rockfill dams may be constructed not only on a rigid rock foundation but also on a deformable foundation (on dispersive soils and semi-rocks). In this case the foundation is crossed by a seepage control facility made by the method of cutoff wall. The reinforced concrete face and the cutoff wall are connected by an apron and form a compound seepage control facility. The urgent issue is study of workability of this compound structural design.

Methods. For study of stress-strain state (SSS) of this compound structural design of seepage control facility the authors made calculations by the finite-element method using two computer programs. One program is a certified software package PLAXIS, and the other software was developed in Moscow State University of Civil Engineering. Computations were conducted for the structure of a 100 m high abstract dam; several alternatives of the dam and foundation soil strain properties combination were considered.

Results. SSS analyses showed that foundation modulus of deformation affects the dam SSS and the elements of its structure. Foundation settlements and displacements cause appearance of longitudinal deformations and stresses in the face. The more is the ratio between deformation moduli of the dam and the foundation the more are compressive stresses in the face. The distribution patterns of the structure displacements and stresses obtained by the two programs are similar but their values vary. The difference may be related to specific features of modeling of non-linear effects in soils and at their contact with rigid structures.

Conclusion. Computations with use of two software programs confirmed the earlier obtained conclusions about specific features of SSS of a concrete-faced rockfill dam resting on a deformable foundation.

Keywords: concrete faced rockfill dam; cutoff wall; foundation; compound seepage control facility; longitudinal stress; face displacements; strength